

Conference Paper, Published Version

**Rathgeb, Rolf; Raithel, Marc; Kirchner, Andreas; Heim, Wolfgang**  
**Erweiterung des Rheinkraftwerks Iffezheim – Baugruben**  
**Maschine 5**

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102040>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Rathgeb, Rolf; Raithel, Marc; Kirchner, Andreas; Heim, Wolfgang (2011): Erweiterung des Rheinkraftwerks Iffezheim – Baugruben Maschine 5. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Aktuelle geotechnische Fragestellungen bei Baumaßnahmen an Bundeswasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 63-74.

**Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



## Erweiterung des Rheinkraftwerkes Iffezheim – Baugruben Maschine 5

Dr.-Ing. Marc Raithel, Kempfert + Partner Geotechnik  
 Dipl.-Ing. Andreas Kirchner, Kempfert + Partner Geotechnik  
 Dipl.-Ing. Rolf Rathgeb, EnBW Kraftwerke AG  
 Dipl.-Ing. Wolfgang Heim, Schleith GmbH

### 1 Einleitung

Die Staustufe Iffezheim liegt bei Rhein-km 334,0 auf der rechten Rheinseite in einer Achse mit Wehr, Rheinabschlussdamm und Schleuse. Es ist das zehnte und letzte Kraftwerk der Oberrheinkette nördlich von Basel. Das bestehende Kraftwerk wurde 1978 in Betrieb genommen. Es ist eines der größten Laufwasserkraftwerke in Europa und besitzt derzeit vier große Rohrturbinen, die für eine Ausbauwassermenge von 1.100 m<sup>3</sup>/s ausgelegt sind. Im Jahr 2000 wurden der Fischpass und die deutlich kleinere Maschine 6 als sog. Lockstromturbine in Betrieb genommen. Mit dem Bau der 5. Maschine soll der maximale Durchfluss von 1.500 m<sup>3</sup>/s optimal ausgeschöpft werden. Nach diesem Ausbau des Kraftwerks Iffezheim durch die Rheinkraftwerk Iffezheim GmbH, mit ihren Anteilseignern EnBW Kraftwerke AG und EDF Electricité de France, und einer dann installierten Leistung von 146 MW ist es das leistungsfähigste Laufwasserkraftwerk in Deutschland.

Zur Herstellung der 5. Maschine sind Baugruben mit Aushubtiefen von bis zu etwa 34 m erforderlich, die innerhalb einer an das bestehende Kraftwerk anschließenden Erweiterung des vorhandenen Querbauwerks (Damm) auszuführen sind. Das Baufeld wird gequert von der Bundesstraße B500 bzw. der Departementsstraße D 4, die während der gesamten Baumaßnahme in Betrieb zu halten ist. Ein Überblick über die Lage der Baugruben in Bezug auf die Staustufe ist in Bild 1 dargestellt.



Bild 1: Überblick über die Lage der Baumaßnahme 5. Maschine in der Staustufe Iffezheim

## 2 Historie

Im Jahr 1969 wurde in einem Deutsch-Französischem Vertrag der Vollausbau (Flußlösung) des Rheins und damit der Bau der Staustufen Gamsheim und Iffezheim beschlossen. Mit dem Bau der Staustufe Iffezheim mit den Bauwerken Schleusenammern, Kraftwerk, Wehr, Absperredamm und Seiten- bzw. Längsdämmen wurde 1974 begonnen. Die Schleusen und das Kraftwerk wurden in einer gemeinsamen großen Baugrube mit Abmessungen von 650 m x 350 m errichtet (Armbruster 1990). Insbesondere die trotz Dichtwand (Schlitzwand mit Tiefe 27 m und  $D = 60$  cm) großen einströmenden Wassermengen und die damit verbundene Erosion der Feinsandschichten (ca. 12 m bis 16 m unter Gelände) machten es erforderlich, dass bis zu 1200 m<sup>3</sup> Feinsand pro Tag aus den Pumpensumpfen gebaggert und Böschungen mit Schüttsteinen befestigt werden mussten (Nußbaumer 2008). Die Staustufe Iffezheim wurde nach dreijähriger Bauzeit 1977, das Kraftwerk 1978 in Betrieb genommen.

In den Jahren 1998 bis 2000 wurde im Zusammenhang mit dem Programm „Lachs 2000“, welches eine Verbesserung des Ökosystems des Rheins verwirklichen soll, der Fischpass gebaut. Insbesondere dem Lachs soll es dadurch ermöglicht werden in den Rhein zurückzukehren und bis zum OW der Staustufen Iffezheim bzw. Gamsheim hinauf schwimmen zu können. Mit dem Fischpass wurde auch die Maschine 6 als Lockstromturbine erstellt, deren Durchfluss für den Lockstrom benötigt wird. Fischpass und Maschine 6 wurden so angeordnet, dass eine 5. Maschine als Erweiterung des Kraftwerks noch gebaut werden konnte.

Entsprechend musste beim Bau in die bestehenden Verhältnisse der Bauwerke Damm und Kraftwerk eingegriffen werden. Die ursprüngliche Planung sah zunächst den gleichzeitigen Bau des Fischpasses und der Erweiterung des Kraftwerkes mit einer 5. Maschine vor, dieses Vorhaben wurde jedoch 1996 aus wirtschaftlichen Gründen gestoppt. Erst 2009 wurde mit dem Zubau der 5. Maschine begonnen.

## 3 Baugrubenkonzeption

Nach umfangreichen Vorplanungen und Konzeptstudien durch den Bauherrn RKI, vertreten durch die EnBW Kraftwerke AG, werden zur Erweiterung des Rheinkraftwerkes Iffezheim mit der 5. Maschine drei Baugruben hergestellt.

Die Oberwasserbaugrube stellt dabei den späteren Einlauf der 5. Maschine dar, die HBG enthält das eigentliche Kraftwerk, die Unterwasserbaugrube ist der Auslauf und enthält den Saugschlauch. Die im Rahmen des vorliegenden Beitrags näher betrachtete HBG wurde dabei als ovale Baugrube (korbbogenförmige Baugrube) mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle ausgeführt. Ein Überblick über die Lage der Baugruben in Bezug auf das bestehende Kraftwerk und den Fischpass mit Maschine 6 ist in Bild 2 dargestellt. Die Ausführungsplanung der Baugruben wurde durch Kempfert + Partner Geotechnik erstellt. Die Bauausführung erfolgt durch die ARGE RKI bestehend aus der Schleith GmbH und der Implenia Bau AG.

Eine Rückverankerung der Baugrubenwände der HBG ist insbesondere aufgrund der benachbarten Kraftwerksbauten nicht möglich, Steifen hätten den Kraftwerksbau massiv behindert. Die Baugrubenwand besteht aus im Greiferverfahren hergestellten Schlitzwänden ( $d = 1,50$  m). Zur Annäherung an die Bogenform wurde die Schlitzwand als Polygon mit Segmentlängen von ca. 3,2 m hergestellt. Die Schlitzwandlamellen sind mit Abschalelementen aus Stahlbeton (Dicke 35 cm) voneinander getrennt. Die maßgebenden geometrischen Abmessungen der HBG zeigt Bild 3.



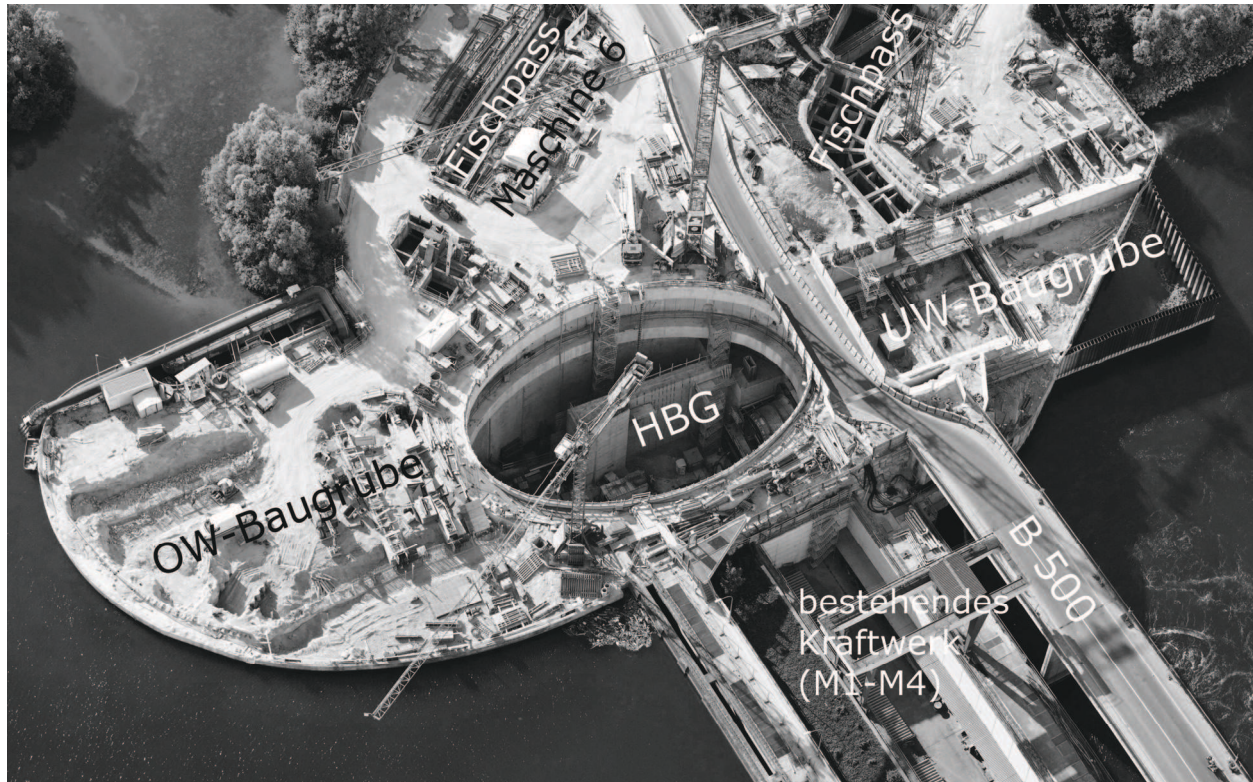


Bild 2: Überblick über die Lage der Baugruben zum Bau der Maschine 5

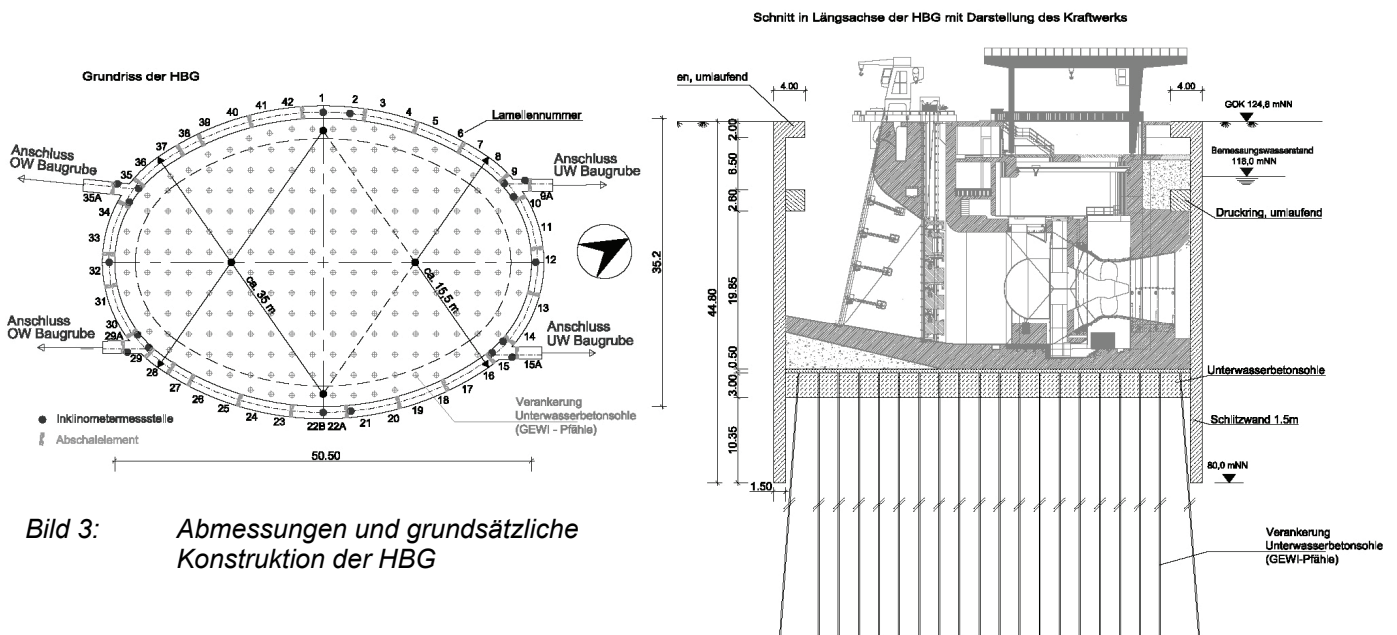


Bild 3: Abmessungen und grundsätzliche Konstruktion der HBG

#### 4 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund wurde im Rahmen der Erstellung des Baugrundgutachtens aus dem Jahr 1992 sowie im Zuge der Sachstandsberichte (BAW 2007) erkundet. Des Weiteren wurde baubegleitend eine Nacherkundung durchgeführt. Der natürliche Baugrund besteht unter geringmächtigen Deckschichten zunächst

aus ca. 10 m mächtigen schwach sandigen bis sandigen Kiesen sowie einer Fein- bis Mittelsandschicht von 5 m bis 6 m Dicke. Darunter steht eine Wechsellagerung von sandigen und stark sandigen Kiesen mit reinen Sanden an sowie in Tiefen unter 33 m Fein- bis Mittelsande. Großteile der Baugruben befinden sich aufgrund der Lage im ehemaligen Baufeld des bestehenden Kraftwerkes in einer Auffüllung aus sandigem Kies (beim Staustufenbau wurde seinerzeit teilweise bis NN + 100 m, d.h. bis ca. 25 m u. GOK ausgehoben), vgl. Abschnitt 2.

Der Aufstau des Rheins wird durch eine durchgehende Dichtung im Oberwasser vom deutschen Rheinseitendamm zum französischen Rheinseitendamm (globales Dichtungssystem) ermöglicht, welches das Oberwasser vom Unterwasser trennt. Es existierte von Beginn an, wurde aber durch den Bau des Bauhofs und wegen der Gefahr von Erosionen im Schleusenbereich verändert. Der spätere Bau des Fischpasses änderte das globale Dichtungssystem nicht.

Die genauen Daten zum globalen Dichtungssystem sind im Sachstandsbericht der BAW dargestellt. Der gedichtete Einlaufbereich (Asphaltdichtung und Betondichtung) besitzt ein Gefälle von nahezu 13 % (das globale Dichtungssystem nutzt zudem Teile der seinerzeitigen Baugrubenwände der Bauwerksgruppen, die im Lauf der Bauzeit mittels weiteren Dichtungen auf Endhöhe gebracht werden mussten, außerdem Teile der Abdichtungen der Bauwerke selbst an einigen Anschlüssen der unterschiedlichen Dichtungssysteme).

Vor dem Aufstau war der Rhein Vorfluter für das Grundwasser bei Niedrigwasser, teilweise auch bei Mittelwasser und speiste das Grundwasser bei Hochwasser. Außerdem waren als Vorfluter die Nebenflüsse und die kleineren Gewässer in Funktion. Durch den Aufstau hat der Rhein seine Funktion als Vorfluter komplett verloren, außerdem entfallen die umgeleiteten Nebenflüsse als Vorfluter bei Niedrigwasser und teilweise bei Mittelwasser. Weil bei Hochwasser des Rheins die umgeleiteten Nebenflüsse nicht mehr im Rückstau sind, können sie jetzt Vorfluter für das Grundwasser sein, ebenso wie für das Druckwasser aus dem Rhein. Damit ergibt sich, grob vereinfachend gesagt, dass das Grundwasser im rheinnahen Hinterland nicht mehr so stark durch den Abfluss des Rheins beeinflusst wird.

Die Stauhöhe im Oberwasser beträgt 123,6 mNN, der Unterwasserstand liegt im Mittel ca. 10 bis 11 m tiefer. Der Oberwasserstand wird u.a. zur Sicherstellung der Schifffahrt mittels Regulierung durch das Wehr bzw. den Turbinenabfluss nahezu konstant gehalten, während der Unterwasserspiegel entsprechend dem Rheinabfluss schwankt. Innerhalb des Baufeldes liegt näherungsweise der Unterwasserstand vor. Die Bemessungswasserstände der Baugruben wurden unter Berücksichtigung der Unterwasserstände und der jeweils erforderlichen Bauzeit festgelegt. Für die HBG wurde dabei ein Bemessungswasserstand von 118,0 mNN (= Bemessungsabfluss der Staustufe) festgelegt, was näherungsweise dem höchsten jemals gemessener Hochwasserabfluss (HHQ) entspricht. Undichtigkeiten im globalen Dichtungssystem, insbesondere an den Ufermauerfugen bzw. am Übergang von Ufermauer zur Sohlabdichtung würden zu einem Anstieg des Grundwasserspiegels im Baufeld führen. Dabei ist zu beachten, dass die anstehenden natürlichen Bodenschichten gegeneinander nicht filterstabil sind, da die Sande ein Fehlkorn im Grobsandbereich aufweisen und die Gefahr der Kontakterosion gegeben ist. Gleichzeitig existieren auch Bodenschichten aus sandigen Kiesen, deren Feinkornanteil bei entsprechenden hydraulischen Belastungen durch den Grobteil wandern kann (Suffosion).

Um die Strömungs- und Potentialverhältnisse sowie insbesondere auch die Auswirkungen von sog. Harvariefällen wie z.B. außerplanmäßige Undichtigkeiten (z.B. an den Fugen der Schwergewichtsmauer) oder Umströmungen auf die Gesamtsicherheit der Haltung im Bereich der Baugruben zu untersuchen, wurde ein dreidimensionales Strömungsmodell aufgestellt, vgl. Bild 4. In diesem Berechnungsmodell war die Erfassung der anisotropen Durchlässigkeitseigenschaften des Baugrundes erforderlich. Des Weiteren musste ein Teil des globalen Dichtungssystems bestehend aus mehreren Dichtwänden mit über 100 m Länge sowie einer Asphaltdichtung des Einlaufbereiches zum Kraftwerk abgebildet werden, um die Differenz zwischen dem Unterwasserstand und dem aufgestauten Oberwasserstand von über 10 m rechnerisch erfassen zu können. Auf Grundlage dieses dreidimensionalen Strömungsmodells konnte u.a. auch belegt werden, dass die Strömungsverhältnisse durch den Einbau der Baugruben nicht entscheidend verändert werden und der Ansatz von entsprechenden Differenzwasserdrücken im statischen Modell näherungsweise vernachlässigt werden kann.



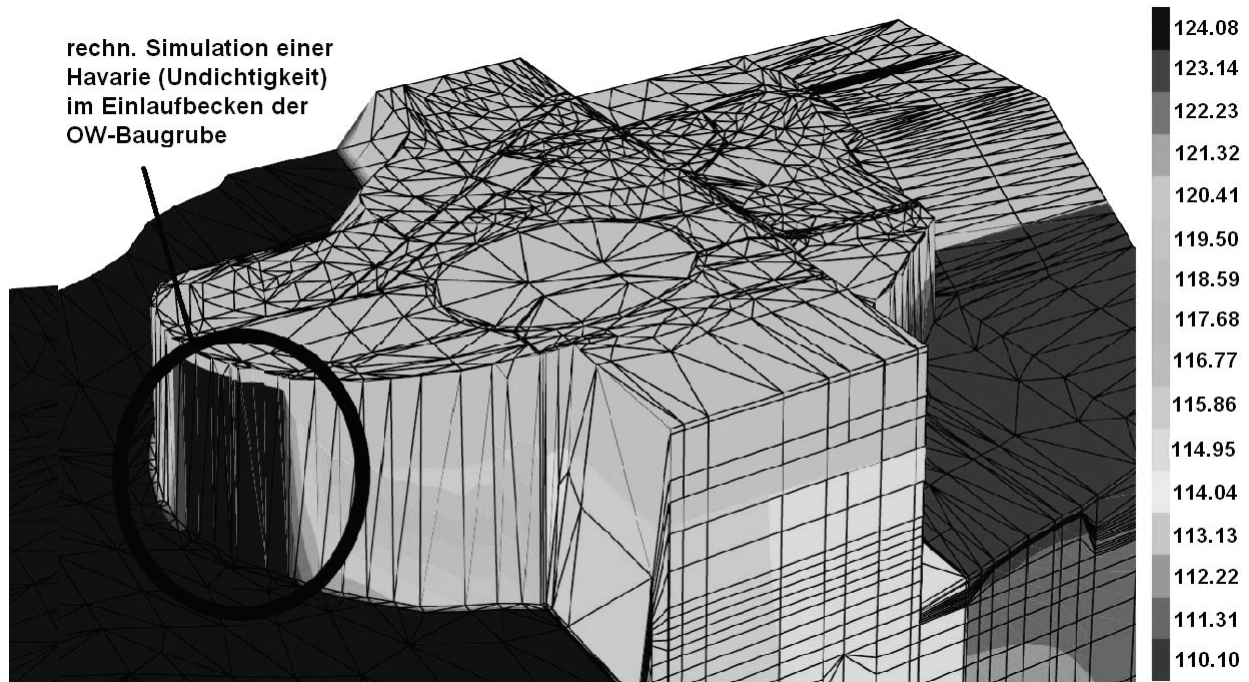


Bild 4: Dreidimensionales Strömungsmodell zur Überprüfung des Einflusses außerplanmäßiger Undichtigkeiten auf den Grundwasserspiegel im Baufeld unter Berücksichtigung der „neuen“ Baugruben

## 5. Berechnungsmodelle Hauptbaugrube

### 5.1 Allgemeines

Als besondere Herausforderung an die Planung ergaben sich insbesondere folgende Punkte:

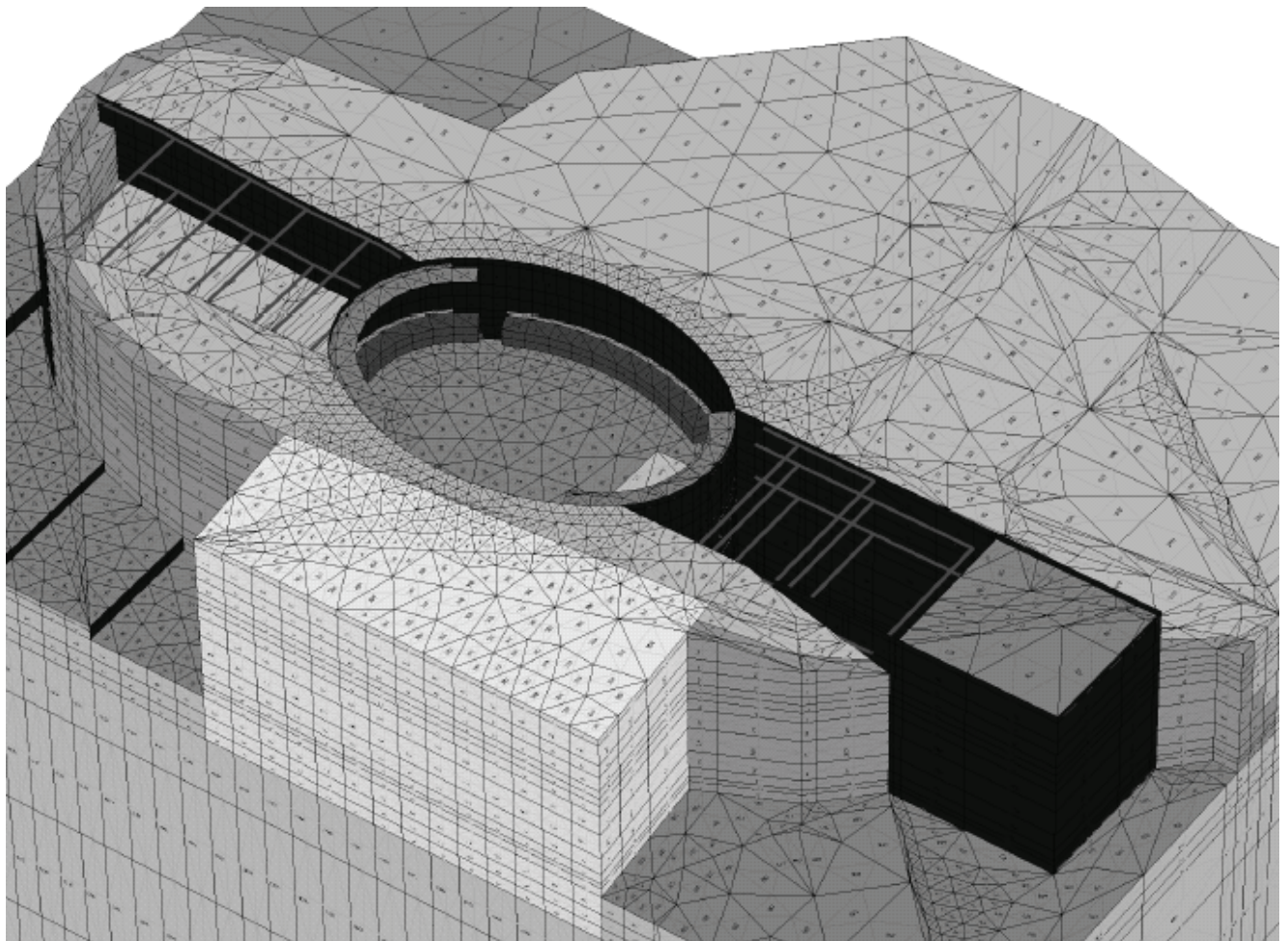
- Extrem tiefe Baugrube (Aushubtiefe ca. 34 m) mit hohem Wasserüberdruck (bis 25 m Wassersäule) in suffusionsgefährdetem Baugrund mit hohen Anforderungen an Bemessung und Dichtigkeit
- Baugrube neben bestehenden verformungsempfindlichen Bauwerken mit Forderung einer realistischen Verformungsprognose
- Baugrube mit komplexer Geometrie und unsymmetrisch auftretenden Einwirkungen mit Erfordernis der Erfassung der räumlichen Tragwirkung
- Bauen in bestehender Stauhaltung mit der Erfordernis der Gewährleistung der Haltungssicherheit
- Gegenseitige Interaktion der Baugruben u.a. bei Aushub der UW-Baugrube mit teilausgesteifter HBG (Bettungsreduktion infolge Aushub der UW-Baugrube)

Unter Zugrundelegung der o.g. Punkte war eine vereinfachte analytische Berechnung bzw. eine Berechnung unter Verwendung von Strukturmodellen aus dem konstruktiven Ingenieurbau (z.B. mit Schalenmodellen), bei der nur die Struktur des zu erstellenden bzw. vorhandenen Bauwerkes und seiner Bauteile erfasst wird, nicht zielführend. Grundvoraussetzung der Modellierung war, dass neben den Bauteilen auch der umgebende Boden mit Elementtypen und Stoffgesetzen in einem entsprechenden numerischen dreidimensionalen Kontinuumsmodell mit erfasst wurde. Diese Berechnungen wurden mit dem FE-Programm PLAXIS 3D-Foundation durchgeführt.

Da der Baugrund im Wesentlichen aus unterschiedlich mächtigen nichtbindigen Auffüllungen sowie aus gewachsenen Sanden und Kiesen besteht, wurde zur Abbildung des anstehenden Baugrundes das sog. Hardening Soil (HS) Modell (elasto-plastisches Stoffgesetz mit deviatorischer und volumetrischer Verfestigung) verwendet, welches Ent- und Wiederbelastungseffekte bzw. spannungsabhängige Steifigkeiten des Baugrundes erfasst.

## 5.2 Besonderheiten bei der Generierung und ausgewählte Berechnungsergebnisse

Das dreidimensionale Berechnungsmodell wurde unter Berücksichtigung der vorhandenen Situation abgebildet. Dabei wurden die HBG, der anstehende Baugrund, aber auch die vorhandene Nachbarbebauung berücksichtigt. Insbesondere war es erforderlich, das in westlicher Richtung dicht an die HBG anschließende bestehende Kraftwerk sowie die im Bereich der HBG liegenden Ufermauern (Schwergewichtsmauern) in ihrer Lage und ihren Abmessungen realitätsnah zu modellieren (Bild 5). Des Weiteren waren auch die angrenzende Oberwasser- und Unterwasserbaugrube in das Modell mit einzubeziehen, da aufgrund der baubetrieblichen Abläufe schon mit dem Aushub in den benachbarten Baugruben zu beginnen war, während in der HBG durch den Einbau des Kraftwerkes jeweils teilausgesteifte Zustände vorhanden waren. Insofern war eine gegenseitige Interaktion zwischen den Einzelbaugruben verbunden mit einem ständigen Wechsel der Bettungsverhältnisse der Baugrubenwände der HBG während der Bauausführung sowie auch Teilrückbauzustände während des Kraftwerkseinbaus zu erfassen. Auch der Kraftfluss von der HBG in die Schlitzwände der UW-Baugrube und die dortige Ableitung in den Baugrund war von wesentlicher Bedeutung.



*Bild 5: Berechnungsmodell HBG (PLAXIS 3D-Foundation) – Bauphase mit Teilaussteifung infolge Kraftwerk (ohne Darstellung der Wasserspiegel)*

Schlitzwand und Kopfbalken der HBG wurden durch linear elastische Strukturelemente (Platten), die eine entsprechende Biege- und Dehnsteifigkeit besitzen, modelliert. Die Schlitzwand wurde dabei als Polygonzug abgebildet. Damit können realistisch Schnittgrößen und Verschiebungen ermittelt werden.

Zur Berücksichtigung der Zusammensetzung des Korbbogens aus einzelnen Schlitzwandlamellen wurden folgende zusätzliche Randbedingungen eingeführt:



- Eine Zugkraftübertragung in horizontaler Richtung bzw. Ringrichtung zwischen den einzelnen Lamellen ist nicht möglich
- Eine Momentenbeanspruchung in Ringrichtung (Radialmoment) kann infolge der einzelnen Lamellen und der dadurch gegebenen Unterbrechung der Bewehrung in Ringrichtung nur sehr bedingt erfolgen. Daher wurde der Korbbogen ohne Radialmoment berechnet.

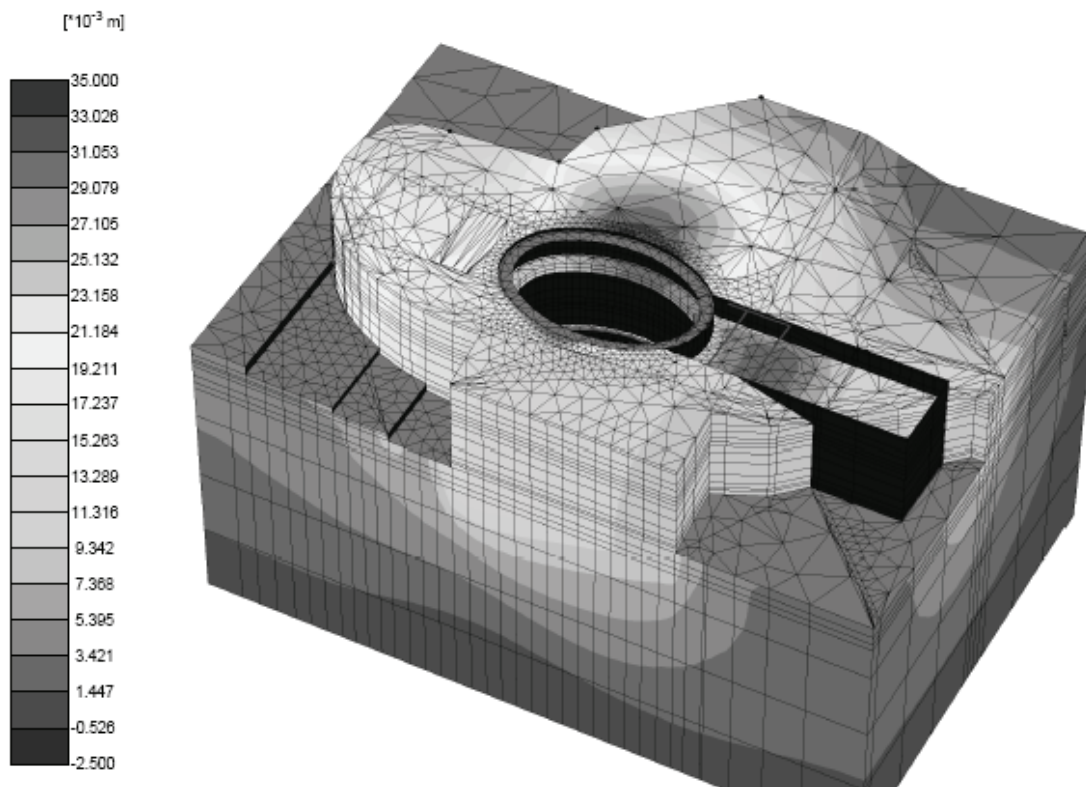
Im Übergang von Struktur- zu Volumenelementen wurden Interface-Elemente, mit denen das Verhalten der Kontaktfläche beschrieben werden kann, modelliert.

Betonbauteile, die als Volumenelement abgebildet sind, wie die bestehenden Ufermauern und der bestehende Kraftwerksblock wurden mit einem linear elastischen Stoffgesetz abgebildet.

Die Unterwasserbetonsohle wurde mit ihrer aussteifenden Wirkung ebenfalls mit Volumenelementen modelliert, denen jedoch ein Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb zugeordnet wurde. Durch entsprechende Wahl der Parameter wurde gewährleistet, dass realitätsnah nur bedingt Zugspannungen in der Sohle aufgenommen werden können.

Die berechneten Verformungen beim Lenzen sind in Bild 6 dargestellt. Demzufolge waren Verformungen der Schlitzwände der HBG bis max. 3 cm zu erwarten. In Bild 6 kann zudem ersehen werden, dass sich ein asymmetrisches Verformungsbild mit geringeren Verformungen auf der Richtung Osten liegenden Kraftwerksseite im Vergleich zur westlichen Seite der Verbauwand ergab.

In Bild 7 sind ausgewählte Schnittgrößen dargestellt. Die charakteristischen Ringnormalkräfte erreichen im Bereich der westlichen Seite der Verbauwand der HBG einen Maximalwert von etwa 9 MN/m. Aufgrund der ovalen Baugrubenform, der Ausbildung der Verbauwand als Polygonzug, den Anschlüssen an die OW- und UW-Baugruben und der unsymmetrischen Belastungssituation werden ebenfalls hohe Querkkräfte ausgelöst, die u. a. im Fugenbereich ohne durchgängige horizontale Bewehrung sicher zu übertragen sind.



**Bild 6:** Berechnete Verformungen der HBG im Gesamtmodell (Bauphase Lenzen HBG)



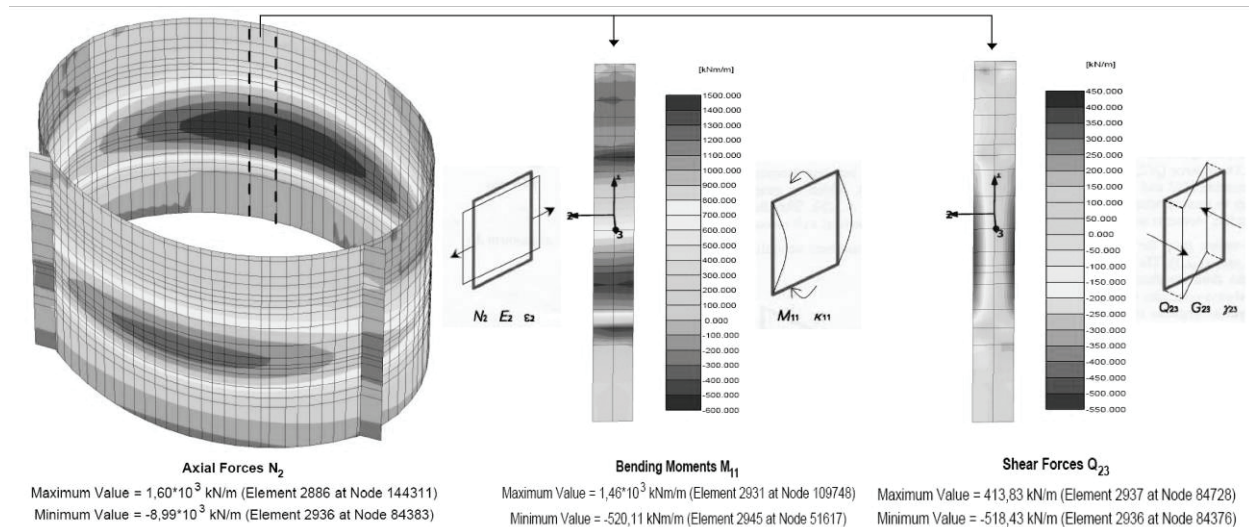


Bild 7: Ausgewählte Schnittgrößen der Schlitzwand (Bauphase Lenzen HBG)

Für weiterführende Angaben zur Bemessung der Hauptbaugrube wird auf den Beitrag Raithe/Kirchner 2011 verwiesen.

## 6 Bausausführung

Die Bausausführung erfolgt durch die ARGE RKI bestehend aus der Schleith GmbH und der Implenia Bau AG. Nach dem Vorbereiten des Baufeldes mit umfangreichen Geländeangepassungen, die u.a. den Bau von bis zu 4,5 m hohen Schwergewichtsmauern erforderte und dem Abbruch von baulichen Nebenanlagen des bestehenden Kraftwerks sowie Baubehelfen aus der Bauzeit des bestehenden Kraftwerks (im Vorfeld bekannte tieferliegende Hindernisse in der Schlitzwandtrasse wurden dabei mit verrohrten Bohrungen  $\varnothing 1,5$  m beseitigt) wurde die Leitwand als Führung für den Schlitzwandgreifer hergestellt (Bild 8).

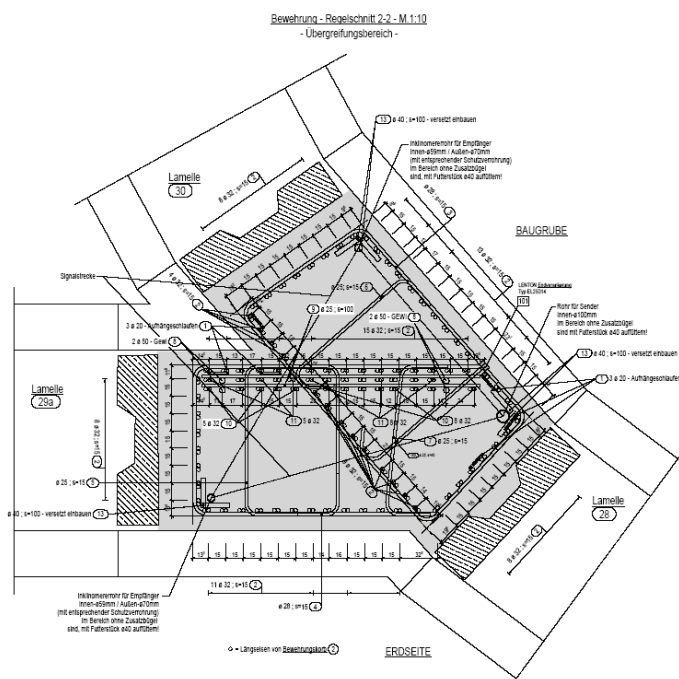
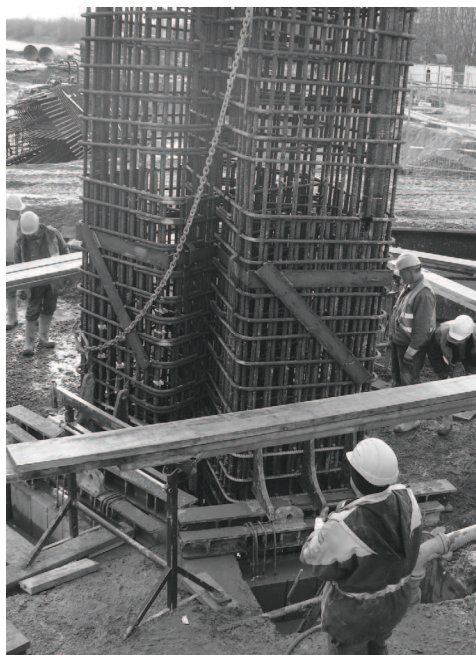
Die Schlitzwände wurden im Greiferverfahren hergestellt. Die Schlitzwandlamellen sind mit Abschalelementen aus Stahlbeton (Dicke 35 cm) voneinander getrennt (Bild 9). Aufgrund der räumlichen Tragwirkung der HBG wurde für die Schlitzwände eine maximal zulässige Neigungsabweichung von 0,5 % festgelegt.

Besondere Herausforderungen bei der Schlitzwandherstellung waren die sog. Y-Lamellen in den hochbelasteten Übergangsbereichen von HBG zu OW- und UW-Baugrube (Schlitzwandelemente, bei welchen ein Schenkel der Krümmung der HBG folgt und ein zweiter Schenkel spitzwinkelig in Richtung der Anschlussbaugruben ragt), vgl. Bild 9. Die Bewehrungskörbe der Y-Lamellen waren mit Leerrohren ausgestattet. Vor Beginn des Baugrubenaushubs konnten so Ultraschall-Integritätsprüfungen (Cross-Hole Messungen) zur Überprüfung des Schlitzwandbetons durchgeführt werden, wobei im Anschluss an die Integritätsprüfungen in die Leerrohre Inklinometerrohre für die Verformungsmessungen eingebaut wurden.

Nach Fertigstellung der Schlitzwandarbeiten wurde der Kopfbalken und nach einem Voraushub der Druckring hergestellt. Der Aushub der Baugruben erfolgte über dem Wasserspiegel mit Hydraulikbaggern, unter Wasser dagegen mittels Seilbaggern (Bild 10). Der teilweise bis in Tiefen von 25 m unter Geländeoberkante künstliche Baugrund, mit einer Vielzahl bekannter und unbekannter andropogener Hindernisse, erschwerte die Bausausführung erheblich.



**Bild 8:** Herstellung der Leitwände und Schlitzwandaushub



**Bild 9:** Y-Lamelle (Bewehrungseinbau und Auszug aus Bewehrungsplan)



Nach Erreichen der Baugrubensohle wurden vom Ponton aus 232 GEWI-Pfähle im Raster von 2,5 m x 2,5 m mit einer Gesamtlänge von ca. 6.900 m für die Rückverankerungen der Unterwasserbetonsohle hergestellt. Nach Herstellung der Rückverankerung wurden in ca. 36 Stunden 4500 m<sup>3</sup> Beton für die 3 m dicke Unterwasserbetonsohle eingebaut (Bild 10).



*Bild 10: Unterwasseraushub mit Seilbagger und Betonage der UW-Betonsohle*

Nach Fertigstellung des Aushubs, während der Herstellung der Rückverankerung wurden sämtliche Schlitzwandfugen mit Tauchern kontrolliert und bei Auffälligkeiten per Video dokumentiert. So gelang es Schwachstellen an den Systemfugen (zwischen den einzelnen Schlitzwandelementen) bereits vor den Lenzen festzustellen und entsprechend zu sanieren (Bild 11). Nachdem die Unterwasserbetonsohle eingebracht war und diese eine ausreichende Festigkeit besaß, wurde die Baugrube Ende Dezember 2010 vollständig gelenzt.



*Bild 11: Mit Taucher unter Wasser sanierte Schlitzwandfuge nach dem Lenzen*



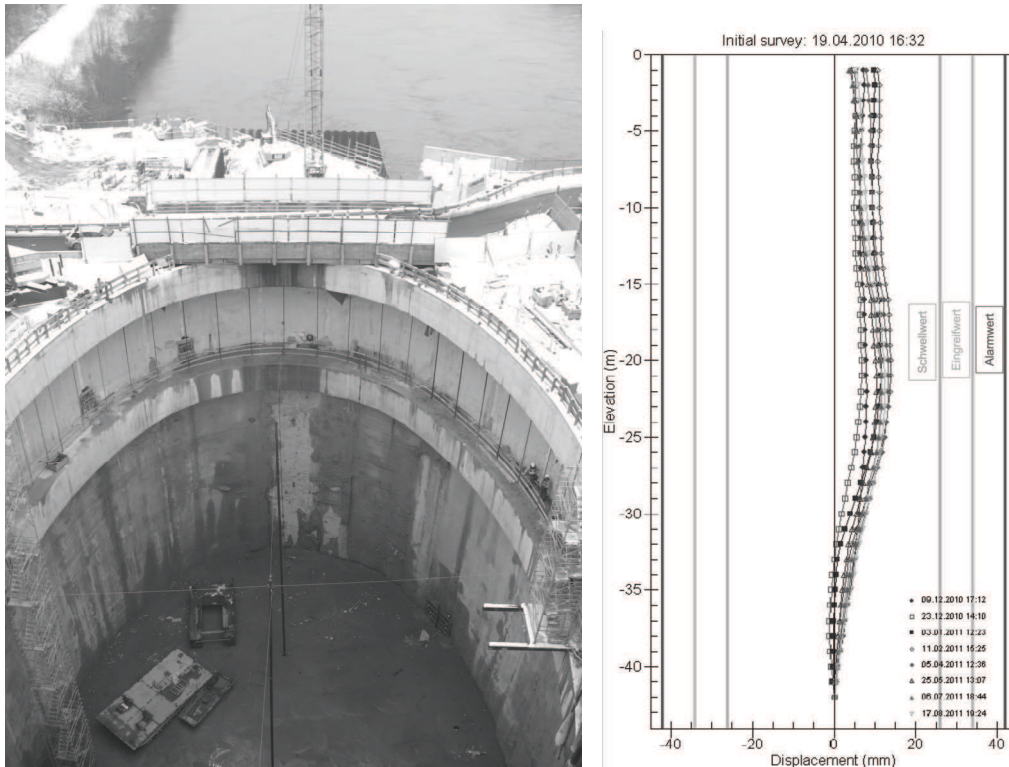
## 7 Mess- und Beobachtungskonzept

Aufgrund der Komplexität der Baumaßnahme wurden die Berechnungen und Nachweise durch eine messtechnische Überwachung in Anlehnung an die Beobachtungsmethode ergänzt. Hierzu wurde ein Messprogramm aufgestellt, durch das anhand wichtiger Messgrößen überprüft werden konnte, ob das tatsächliche Systemverhalten innerhalb der einzuhaltenden Grenzen liegt. Die entsprechenden Prognosewerte und einzuhaltenden Grenzen des Bauwerks- und Baugrundverhaltens wurden unter Zugrundelegung der berechneten Verformungen und Beanspruchungen festgelegt (z. B. Schwellen-, Eingreif- und Alarmwerte im Sinne der EAB EB 32). Neben den GW-Messstellen zur Überprüfung der Grundwasserhöhen im Hinblick auf die Einhaltung der Bemessungswasserstände sowie Temperaturmessungen zur Feststellung von außerplanmäßigen Umströmungen / Durchströmungen im Baufeld wurden bei der HBG u. a. die Horizontalverformungen der Baugrubenwände mit Vertikalinklinometern überwacht. Die Anordnung der Messstellen ist in Bild 2 dargestellt.

Im Zuge des Lenzvorganges wird die Belastung der Schlitzwände und der Unterwasserbetonsohle entscheidend erhöht. Des Weiteren ist die Lenzphase die kritischste Zeit für Leckagen. Insbesondere die Systemfugen zwischen den einzelnen Schlitzwandlamellen und die Fuge zwischen Unterwasserbetonsohle und Schlitzwand sind im Regelfall die Schwachstellen in Bezug auf die Dichtigkeit. Zwangsläufig vorhandene Imperfektionen wie z. B. Risse in der Schlitzwand infolge Biegung sind im Hinblick auf die Dichtigkeit im Regelfall untergeordnet, wohingegen Schwindrisse in der UW-Betonsohle schnell zu großen Leckagewasserraten führen können und aufgrund der großen Wasserdrücke eine Sanierung schwierig ist. Schon im Voraus wurde daher ein entsprechendes Lenzkonzept mit Definition von zulässigen Leckageraten und zu ergreifenden Gegenmaßnahmen erstellt. Das Lenzkonzept sah während des Lenzvorganges Wartezeiten und Auswerte- bzw. Entscheidungsstufen nach jeweils ca. 5 m Lenzung vor.

Zum Jahreswechsel 2010/2011 wurde die HBG innerhalb von vier Tagen vollständig gelenzt. Während des Lenzens wurden neben den Verformungen der Wände die Pumpraten (Fördermengen) und die Außen- und Innenwasserstände dokumentiert und ausgewertet. Nach dem Erreichen des Absenkwischens erfolgte jeweils eine Wartezeit von einer Nacht. Dabei zeigte sich, dass der Wasserspiegel in der Baugrube um weniger als 1 cm innerhalb von 10 Stunden angestiegen war und die Baugrube entgegen der üblichen Erfahrungen tatsächlich vollständig dicht war (Restwassermengen nach dem Lenzen ca. 650 l/h), vgl. auch Bild 12.

Exemplarisch sind in Bild 12 die gemessenen Verformungen beim Lenzen der HBG im Bereich der westlichen „flachen Seite“ der HBG dargestellt. Des Weiteren sind die prognostizierten Verformungen und die jeweiligen Eingreif- und Alarmwerte (hier für den Bauzustand Lenzen) dargestellt. Bei der Festlegung der entsprechenden Verformungswerte für die Eingreif- und Alarmwerte wurden ausgehend vom vorhandenen Gesamtsicherheitsniveau bei der Betonbemessung zunächst die maximal aufnehmbaren Verformungen unmittelbar vor dem Bruch berechnet. Unter Berücksichtigung eines verbleibenden Restsicherheitsniveaus (zur Berücksichtigung gewisser Unsicherheiten) bei der Festlegung und Messung wurde dann der Grenzwert definiert. Als Eingreifwert gilt der Mittelwert zwischen dem Schwellwert (= Prognosewert) und dem Grenzwert.



**Bild 12:** Gemessene Schlitzwandverformungen an Lamelle 1 (vgl. Bild 2) während des Lenzens und im gelenzten Zustand der HBG

## 8 Zusammenfassung

Die Erweiterung des Rheinkraftwerkes Iffezheim stellte insbesondere aufgrund der außergewöhnlichen Baugrubengeometrien und den vorliegenden Randbedingungen eine große Herausforderung an Planung und Ausführung dar. Der teilweise bis in Tiefen von 25 m unter Geländeoberkante künstliche Baugrund, mit einer Vielzahl bekannter und unbekannter andropogener Hindernisse, erschwerte die Bauausführung erheblich. Die große Anzahl parallel laufender Arbeiten wie z.B. Hindernisbeseitigung, Leitwandherstellung, Schlitzwandarbeiten, Arbeiten am Kopfbalken und Druckring, etc., bei dem gleichzeitig sehr geringen Platzangebot, forderte einen hohen logistischen Aufwand und eine gute Abstimmung. Die ovale Hauptbaugrube der Erweiterung des Rheinkraftwerkes Iffezheim ist aber auch ein Beispiel dafür, dass bei entsprechender Zusammenarbeit der Projektbeteiligten (als ein Beispiel hierfür sei z. B. das vollständige Lenzen der HBG innerhalb von nur vier Tagen am Jahreswechsel 2010/11 genannt) auch schwierige Baumaßnahmen realisiert werden können.

## Literatur

- Ambruster H. (1990): Die Grundwasserströmung an Staubauwerken des Oberrheins, gezeigt an den Beispielen Kultuwehr Kehl und Staustufe Iffezheim, Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
- Nußbaumer, M. (2008): Geotechnische Probleme und deren Lösungen – Berichte aus dem Berufsleben, Mitteilung 61 des Institutes für Geotechnik Universität Stuttgart.
- Bundesanstalt für Wasserbau BAW (2007): Sachstandsbericht zur Staustufe Iffezheim. (unveröffentlicht)
- Wibel + Leinenkugel Beratende Ingenieure (1992): Bericht über die Ergebnisse geotechnischer Untersuchungen, Rheinkraftwerk Iffezheim, Neubau der Maschine V. (unveröffentlicht).
- Raithel, M.; Kirchner, A. (2011): Dreidimensionale Berechnungsmodelle zur Bemessung einer ovalen, tiefen Baugrube bei schwierigen geotechnischen Randbedingungen, Bautechnik 12/2011. (zur Veröffentlichung eingereicht)